



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

STUDIE EXISTUJÍCÍ MOSTNÍ KONSTRUKCE

STUDY OF THE EXISTING BRIDGE STRUCTURE

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Katka Pokorná

VEDOUČÍ PRÁCE

SUPERVISOR

doc. Ing. LADISLAV KLUSÁČEK, CSc.

BRNO 2021



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	B3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Bakalářský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3647R013 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav betonových a zděných konstrukcí

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

Student	Katka Pokorná
Název	Studie existující mostní konstrukce
Vedoucí práce	doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.
Datum zadání	30. 11. 2020
Datum odevzdání	28. 5. 2021

V Brně dne 30. 11. 2020

prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.
Vedoucí ústavu

prof. Ing. Miroslav Bajer, CSc.
Děkan Fakulty stavební VUT

PODKLADY A LITERATURA

Situace, příčný a podélný řez deskových mostů

Základní normy:

ČSN 736201: Projektování mostních objektů

ČSN 73 6214: Navrhování betonových mostních konstrukcí

ČSN EN 1990 včetně změny A1: Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1991-2: Zatížení mostů dopravou

ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí. Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

ČSN EN 1992-2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady

Literatura: na základě doporučení vedoucím práce

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

Ke stávajícímu deskovému mostu o jednom poli zpracujte studii jeho únosnosti a dynamického působení v závislosti na velikosti trhlin a postupu koroze hlavní nosné výztuže. Alternativně navrhnete zesílení původní konstrukce s využitím dodatečného předpětí.

Dimenzování proveďte podle EN v rozsahu stanoveném vedoucím práce.

Ostatní úpravy provádějte podle pokynů vedoucího práce.

Požadované výstupy:

Textová část (obsahuje zprávu a ostatní náležitosti podle níže uvedených směrnic)

Přílohy textové části:

P1. Podklady, studie a vizualizace

P2. Přehledné a podrobné výkresy zvoleného návrhu mostu (v rozsahu podle vedoucího práce)

P3. Statický výpočet (v rozsahu určeném vedoucím práce)

Prohlášení o shodě listinné a elektronické formy VŠKP (1x)

Popisný soubor závěrečné práce (1x)

Bakalářská práce bude odevzdána v listinné a elektronické formě a pro ÚBZK 1x na CD.

STRUKTURA BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část závěrečné práce zpracovaná podle platné Směrnice VUT "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací" a platné Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací na FAST VUT" (povinná součást závěrečné práce).

2. Přílohy textové části závěrečné práce zpracované podle platné Směrnice VUT "Úprava, odevzdávání, a zveřejňování závěrečných prací" a platné Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací na FAST VUT" (nepovinná součást závěrečné práce v případě, že přílohy nejsou součástí textové části závěrečné práce, ale textovou část doplňují).

ABSTRAKT

Tato práce pojednává o návrhu několika variant stávajícího deskového železobetonového mostu o jednom poli, převádějící pozemní komunikaci S 6,5. Cílem je prostřednictvím programu RFEM zjistit frekvenci vlastního kmitání mostní konstrukce v závislosti na vzniku trhlin a postupu koroze hlavní nosné výztuže. Výsledky potvrdily, že je možné zjistit míru koroze změřením vlastní frekvence kmitání konstrukce.

KLÍČOVÁ SLOVA

Deskový most, železobeton, vlastní frekvence, plný průřez, oslabený průřez, míra koroze, tuhost konstrukce, varianty

ABSTRACT

The aim of this bachelor's thesis is the design of multiple variants of the existing slab bridge. The single-span bridge made of reinforced concrete provides a passage to the road that is 6,5 m wide. Natural bridge frequency dependence on first cracking and corrosion of the main bearing reinforcement process was assessed using RFEM software. Results confirmed that it is possible to assess corrosion of main bearing reinforcement rate by measuring natural bridge frequency.

KEYWORDS

Slab bridge, reinforced concrete, natural frequency, full cross section, cracked section, corrosion rate, construction stiffness, variants

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE

POKORNÁ, Katka. *Studie existující mostní konstrukce*. Brno, 2021. 45 s., 105 s. příl. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.

PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané bakalářské práce s názvem *Studie existující mostní konstrukce* je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 28. 5. 2021

Katka Pokorná
autor práce

PROHLÁŠENÍ O PŮVODNOSTI ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci s názvem *Studie existující mostní konstrukce* zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 28. 5. 2021

Katka Pokorná
autor práce

PODĚKOVÁNÍ

Ráda bych poděkovala vedoucímu práce panu doc. Ing. Ladislavu Klusáčkovi, CSc. za odborné konzultace, cenné rady a připomínky v závěrečných fázích práce. Dále bych chtěla poděkovat Ing. Zbyňku Vlkovi, Ph.D. za jeho ochotu a pomoc s druhou částí práce včetně rad ohledně vizuálního dojmu z práce.

Nakonec bych ráda poděkovala zejména své rodině za podporu a povzbuzení v průběhu celého studia.

OBSAH

ÚVOD	9
1. PŘEDPOKLADY NÁVRHU	10
1.1. Konstrukce mostu	10
1.2. Příčné uspořádání mostu	11
1.3. Materiál	12
1.4. Zatížení	12
2. NÁVRH A POSOUZENÍ	14
2.1. Výpočet zatížení	15
2.2. Návrh výztuže	16
2.2.1. Dvě vrstvy výztuže	16
2.3. Mezní stav použitelnosti	17
2.3.1. Omezení napětí	17
2.3.2. Omezení šířky trhlin	18
2.3.3. Omezení průhybu	18
3. VÝPOČETNÍ MODEL	23
3.1. Tuhost konstrukce	23
3.2. Kmitání	25
4. VÝSLEDKY	26
4.1. První vlastní tvar kmitání	26
4.2. Moment setrvačnosti	29
4.3. Porovnání jedné a dvou vrstev výztuže	31
4.4. Shrnutí	33
ZÁVĚR	35
SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ	36
SEZNAM ZKRATEK A SYMBOLŮ	38
SEZNAM OBRÁZKŮ	42
SEZNAM TABULEK	43
SEZNAM GRAFŮ	44
SEZNAM PŘÍLOH	45

ÚVOD

Motivací pro napsání této práce je zjištění vzniku mikrotrhlin, případně míry koroze dříve, než by byla zřetelně viditelná, a to pomocí měření vlastní frekvence mostní konstrukce. Práce je zaměřena na stávající deskové železobetonové mosty o jednom poli, proto je snaha se jim jednotlivými podmínkami co nejvíce přiblížit.

Most převádějící pozemní komunikaci S 6,5 bude vypracován v 8 variantách. Jednotlivé varianty se liší rozpětím konstrukce $L = 8, 10, 12, 14$ m a tloušťkou desky zvolené jako $1/15$ a $1/25$ rozpětí. Jedná se o most kolmý. Mostní konstrukce bude zatížena zvolenými modely zatížení dle ČSN EN 1991-2: Zatížení mostů dopravou. Na základě statického posouzení nosných konstrukcí budou získány jejich tuhosti, dle kterých budou pomocí programu RFEM 5.24 vyhodnoceny vlastní frekvence kmitání mostů. Jednotlivé frekvence všech variant mostní konstrukce budou vzájemně porovnány, a tím by se mělo teoreticky ověřit, zda je tato diagnostická metoda použitelná.

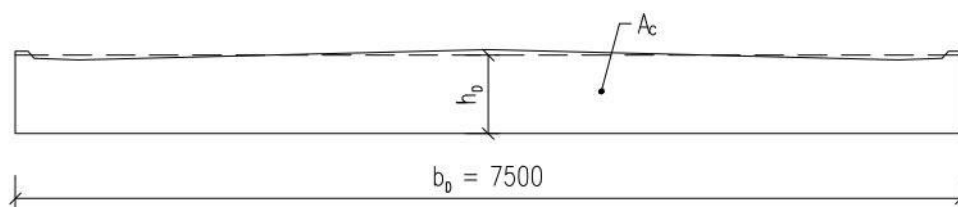
1. PŘEDPOKLADY NÁVRHU

1.1. Konstrukce mostu

Nosná konstrukce mostu je tvořena prostě podepřenou železobetonovou deskou o jednom poli. Pro jednotlivé varianty byla zvolena rozpětí mostní konstrukce $L = 8, 10, 12$ a 14 m. Tato rozpětí byla dříve běžně používána.

Tloušťka desky h_D byla navržena na hraniční hodnoty dle vztahu $L/15 \sim L/25$ [1].

Horní povrch desky má příčný střechovitý sklon, ale pro zjednodušení výpočtů je uvažována průměrná tloušťka desky h_D . Ta byla zvolena tak, aby výsledná plocha průřezu byla stejná jako skutečná. Jedná se tedy o obdélníkový průřez desky.



Obr. 1.1 – Průměrná tloušťka desky

Hodnoty použité pro prvotní návrh jsou uvedeny v tab. 1.1.

Tab. 1.1 – Tloušťka desek dle rozpětí

Rozpětí L [m]	Tloušťka desky h_D [m]		Varianta
8	1/25	0,320	1
	1/15	0,530	2
10	1/25	0,400	3
	1/15	0,670	4
12	1/25	0,480	5
	1/15	0,800	6
14	1/25	0,560	7
	1/15	0,930	8

Deska je uložena na deskových ložiscích rozmístěných po 1 m. Desková ložiska byla obvykle navrhována u nosných konstrukcí malých a středních rozpětí [1]. Přenos podporových tlaků nosné konstrukce na základ mostu je předpokládán prostřednictvím masivních opěr. Nosná konstrukce mostu je oddělena od závěrné zídky opěr uzavřeným mostním závěrem s nenosným těsnícím prvkem. Mostní

závěr umožňuje volnou dilataci desky bez vzniku napětí od jejích posunů a jiných deformací [2]. Tyto předpoklady jsou zavedeny z důvodu napodobení stávajících železobetonových mostů. Dispozice mostů je u všech variant řešena obdobně, varianta 2 viz příloha D.1.

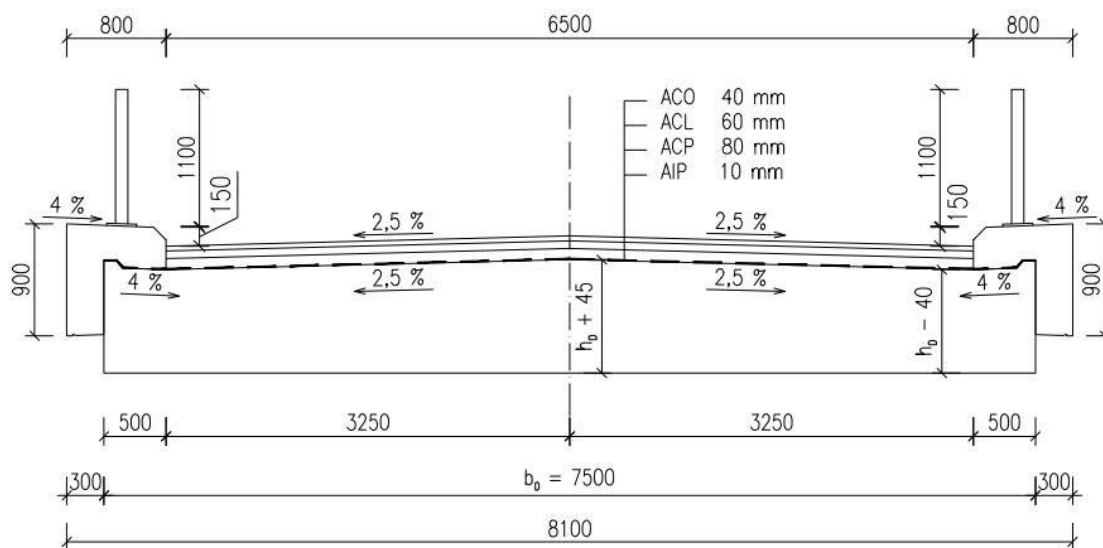
1.2. Příčné uspořádání mostu

Most převádí pozemní komunikaci S 6,5, která je vedena směrově i výškově v přímé. Šířka nosné konstrukce je 7,5 m.

Deska je navržena s příčnými sklony 2,5 % pod vozovkou a 4 % pod římsami. Podélný sklon je uvažován 0 %.

Na mostě jsou navrženy oboustranné monolitické římsy z betonu stejné třídy, jako je vlastní nosná konstrukce, a to C 20/25. Římsy mají šířku 800 mm, výšku 900 mm a nosnou konstrukci přesahují o 300 mm. Šířka nosné konstrukce zvětšená o tyto přesahy je šířka mostu, tedy 8,1 m viz obr. 1.2. Příčný sklon říms je 4 % směrem ke komunikaci. Výška obrubníku je 150 mm. Na mostě nejsou navrženy chodníky, což odpovídá dřívějšímu uspořádání komunikací na mostech. Po obou stranách mostu jsou osazena ocelová mostní zábradlí výšky 1100 mm. Pro jednoduchost je toto uspořádání u všech variant mostu stejné.

Předpokládá se umístění mostu na silnici III. třídy s kategorií dopravního zatížení III [3]. Vozovka je navržena z netuhého krytu a izolačního systému. Skládá se z obrusné vrstvy asfaltového betonu ACO tloušťky 40 mm, ložné vrstvy asfaltového betonu ACL tloušťky 60 mm, podkladní vrstvy asfaltového betonu ACP tloušťky 80 mm a izolačního pásu AIP tloušťky 10 mm. Mezi asfaltovými vrstvami je spojovací postřík v množství 0,4 kg/m². Celková tloušťka vozovky je 190 mm.



Obr. 1.2 – Příčný řez mostem

1.3. Materiál

Nosné konstrukce byly navrženy ze železobetonu, z dříve dostupné třídy betonu C 20/25 XC3, XD1, XF2 a betonářské výztuže B500B. Charakteristiky obou materiálů jsou uvedeny ve statických výpočtech, v přílohách A, B.

1.4. Zatížení

Zatížení mostu bylo řešeno metodou spolupůsobící šířky, kdy se skutečné deskové působení konstrukce převádí na prutové [4].

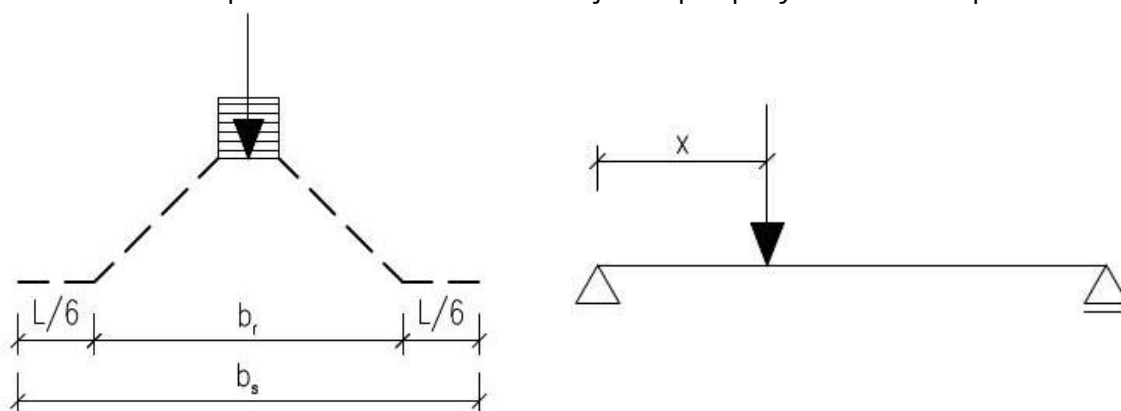
Konstrukce je zatížena stálým a proměnným zatížením. Stálé zatížení je tvořeno vlastní tíhou, která je stanovena pro průměrnou tloušťku desky h_D , a ostatním stálým zatížením tvořené tíhou říms, zábradlí a tíhou vozovkovým souvrstvím. Ostatní stálé zatížení je uvažováno průměrnou konstantní hodnotou po celé šířce desky a je pro všechny varianty stejné. Zábradlí bylo uvažováno hodnotou 0,5 kN/m.

Proměnné zatížení na mostě představuje zatížení dopravou a bylo provedeno dle ČSN EN 1991-2: Zatížení mostů dopravou [5]. Na mostě jsou celkem 2 zatěžovací pruhy šířky 3 m a zbytkový pruh o šířce 0,5 m. Z důvodu symetrie konstrukce je možné rozmístit zatěžovací pruhy libovolně. Tyto pruhy jsou zatíženy modelem

zatížení LM1 s regulačními součiniteli pro skupinu pozemních komunikací 1 α_{qi} a α_{qi} , který se uvažuje v sestavě gr1. Tento model se skládá ze soustředěného zatížení od dvounápravy (TS) a rovnoměrného zatížení (UDL) působícího na celé délce mostu. V pruhu 1 má každá náprava soustředěného zatížení tíhu $\alpha_{q1} \cdot 300 \text{ kN}$ a ve druhém pruhu tíhu $\alpha_{q2} \cdot 200 \text{ kN}$. V každém zatěžovacím pruhu se pohybuje pouze jedna kompletní dvounáprava. Kontaktní plocha kola je $0,4 \times 0,4 \text{ m}$. Rovnoměrné zatížení v pruhu 1 je $\alpha_{q1} \cdot 9 \text{ kN/m}^2$. Ve druhém pruhu má toto zatížení velikost $\alpha_{q2} \cdot 2,5 \text{ kN/m}^2$. Ve zbytkovém pruhu je rovnoměrné zatížení zanedbáno.

Dále byl uvažován model zatížení LM3, zvláštní vozidlo na mostě 900/150. Toto vozidlo odpovídá 6 nápravám, každá o tíze 150 kN a uvažuje se v sestavě gr5. Vzdálenost náprav v sestavě je $1,5 \text{ m}$. Zatěžovací pruhy se pro model zatížení LM3 umísťují na vozovku definovanou bez nouzových pruhů, krajnic a vodících proužků. Zvláštní vozidlo se pohybuje v prostoru těchto zatěžovacích pruhů. Po celé délce mostu je vyloučena veškerá ostatní doprava [5]. Dynamické účinky jsou v tomto modelu zatížení zahrnuty prostřednictvím dynamického součinitele s ohledem na rychlost jedoucího vozidla. Pro tento případ při pohybu normální rychlostí (max. 70 km/h) je součinitel $\varphi = 1,25$.

Pro roznos zatížení dopravou byla použita metoda vzdorujících šířek. Tato metoda předpokládá při přenosu soustředěného zatížení větší vzdorující šířku b_s , než pouze šířku roznášecí b_r [4]. Určení této spolupůsobící šířky je jiné při výpočtu ohybových momentů viz obr. 1.3 vlevo, a jiné při výpočtu posouvajících sil, kdy závisí na vzdálenosti x působícího břemene od nejbližší podpory viz obr. 1.3 vpravo.



Obr. 1.3 – Vzdorující šířka

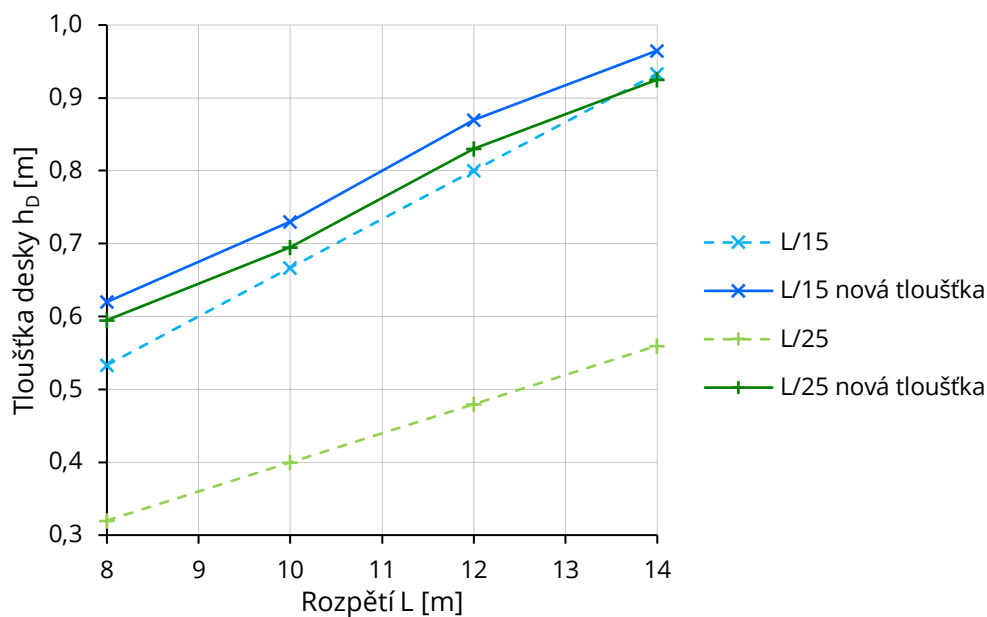
2. NÁVRH A POSOUZENÍ

Všechny varianty nosných konstrukcí mostů byly staticky posouzeny na mezní stavy únosnosti a použitelnosti ručním výpočtem. Pomocí těchto posouzení bylo nalezeno potřebné vyztužení mostní desky. Prvotní posouzení bylo provedeno pro tloušťky desek uvedené v tab. 1.1. Ty však nevyhověly na mezní stav použitelnosti, konkrétně na omezení tlakových napětí v betonu $0,6 \cdot f_{ck} \leq \sigma_{c,1}$. Nedodržením tohoto kritéria by mohly v konstrukci vzniknout podélné trhliny, které by vedly ke snížení trvanlivosti konstrukce. Z tohoto důvodu byla zvětšena tloušťka desky, u všech variant viz tab. 2.1. Statický výpočet mostu varianty 2 je uveden v příloze A. Všechny ostatní varianty jsou posuzovány obdobně. V příloze C jsou rozkreslené roznosy zatížení včetně vnitřních sil pro varianty mostu, které nejsou uvedené ve statických výpočtech.

Tab. 2.1 – Nově navržené tloušťky desek

Rozpětí L [m]	Tloušťka h_D [m]		Nová tloušťka [m]
8	1/25	0,320	0,595
	1/15	0,530	0,620
10	1/25	0,400	0,695
	1/15	0,670	0,730
12	1/25	0,480	0,830
	1/15	0,800	0,870
14	1/25	0,560	0,925
	1/15	0,930	0,965

V grafu 2.1 je zobrazené srovnání původních tlouštěk desek vypočtených empirickým vzorcem s tloušťkami nově navrženými, které již vyhovují oběma mezním stavům. Z grafu je patrné, že dříve navržené deskové konstrukce zvláště s menší tloušťkou na dnešní zatížení již nevyhoví.



Graf 2.1 – Změna tloušťky desky

2.1. Výpočet zatížení

Způsob výpočtu stálého zatížení je uveden v kapitole 1.4. Proměnné zatížení má být na konstrukci umístěno tak, aby vyvolalo nejnepříznivější účinky. Pro výpočet maximálních ohybových momentů byly modely zatížení umístěny do poloviny rozpětí mostu a pro výpočet maximálních posouvajících sil tak, aby byl roznos zatížení realizován pod úhlem 45° do teoretické podpory konstrukce. Soustředěné kolové zatížení bylo rozneseno z dosedací plochy na všechny strany pod úhlem 45° . Jednotlivá zatížení tedy byla roznesena v příčném i podélném směru a byla tak stanovena náhradní rovnoměrná liniová zatížení, která působí na prutový model desky [4]. Ohybové momenty byly počítány v polovině rozpětí a posouvající síly v místě teoretických podpor konstrukce.

Následně byly sestaveny kombinace všech zatížení pro mezní stav únosnosti (MSÚ) a mezní stav použitelnosti (MSP). Pro MSÚ byly použity rovnice 6.10a, 6.10b [6], ze kterých byla stanovena kritická kombinace použitá pro návrh vyztužení. V MSP byly uvažovány kombinace charakteristická, častá a kvazistálá. Ty byly použité při výpočtu omezení napětí, trhlin a průhybu. Charakteristická kombinace je dána maximální hodnotou proměnného zatížení. Tou byl ve všech variantách mostu model zatížení LM1.

Kombinační součinitelé: $\gamma_G = 1,35$ $\gamma_Q = 1,35$ $\xi = 0,85$

pro TS: $\psi_0 = \psi_1 = 0,75$ $\psi_2 = 0$

pro UDL: $\psi_0 = \psi_1 = 0,4$ $\psi_2 = 0$

pro LM3: $\psi_0 = \psi_2 = 0$

Vypočítané hodnoty vnitřních sil všech variant mostu jsou uvedené v tab. 2.2.

2.2. Návrh výztuže

Nejprve byla stanovena betonová krycí vrstva výztuže pro návrhovou životnost konstrukce 100 let, deskovou konstrukci a stupeň vlivu prostředí XC3, XD1, XF2. Krytí betonářské výztuže $c = 63 \text{ mm}$, krytí spon $c_{st} = 55 \text{ mm}$.

Průměr a jednotlivé vzdálenosti navržené hlavní výztuže nadimenzované na návrhový ohybový moment jsou uvedeny v tab. 2.2. Výztuž při horním povrchu desky byla navržena dle konstrukčních zásad, tedy 13 % plochy hlavní podélné výztuže. Výztuž při spodním povrchu v příčném směru byla navržena na 20 % plochy hlavní výztuže. Veškeré údaje o konstrukčních výztužích viz tab. 2.3.

Na posouvající sílu je navržena smyková výztuž v podobě spon průměru 8 mm. Úhel mezi tlakovou diagonálou a střednicí desky byl zvolen $\theta = 45^\circ$. V oblastech největších posouvajících sil, od okrajů desky po vzdálenost d (účinná výška průřezu) od líce podpory, jsou spony navrženy po vzdálenostech uvedených v tab. 2.3, dále jsou pak po celé zbývající ploše desky konstrukčně navrženy spony tak, aby bylo splněno minimum 5 kusů na 1 m^2 . Schématické rozmístění výztuže variant 1b a 2 je znázorněno ve statických výpočtech v přílohách A a B. Výkres výztuže varianty 2 se nachází v příloze D.2. Pruty delší než 12 m byly rozděleny na více kratších výztuží, které jsou stykované.

2.2.1. Dvě vrstvy výztuže

U varianty 1 byla také navržena podvarianta 1b se dvěma vrstvami hlavní výztuže. Při posouzení na oba mezní stavy opět nevyhověla původní tloušťka průřezu

320 mm. Výsledná tloušťka 570 mm se však příliš neliší od podvarianty 1a s jednou vrstvou hlavní výztuže $h_D = 595$ mm. Statický výpočet podvarianty 1b viz příloha B.

Aby byly navržené varianty mostu porovnatelné jsou zpracovány pouze s jednou vrstvou hlavní výztuže.

2.3. Mezní stav použitelnosti

Pro zajištění bezproblémové funkčnosti konstrukce zatížené běžným provozním zatížením je nutné mostní konstrukci posoudit také na mezní stav použitelnosti. Do mezních stavů použitelnosti patří omezení normálových napětí v betonu a ve výztuži, omezení šířky trhlin a omezení deformací konstrukce.

Protože se jedná o železobetonový průřez, který se skládá ze dvou různých materiálů, přepočítávají se charakteristiky obou materiálů na charakteristiky pouze jednoho z nich. Jedná se o ideální průřez, kdy se všechny části průřezu deformují společně [6]. Plocha ocelové výztuže se přepočítá na odpovídající plochu betonu pomocí koeficientu α_c . Ten je vyjádřen poměrem modulů pružností jednotlivých materiálů.

$$\alpha_c = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

Do výpočtů je také třeba zahrnout vliv dotvarování. To je provedeno pomocí efektivního modulu pružnosti betonu $E_{c,eff}$, do kterého vstupuje součinitel dotvarování $\varphi_{LT}(t_\infty, t_0)$. Pro tuto práci byl součinitel uvažován hodnotou 1,6. Tento efektivní modul pružnosti betonu byl použit v daných kombinacích při výpočtu koeficientu α_c .

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{LT}(t_\infty, t_0)}$$

2.3.1. Omezení napětí

Častou kombinací zatížení byl ověřen vznik trhlin v betonu. Ve všech případech se jednalo o napětí větší než průměrná pevnost betonu v tahu, tudíž by došlo ke vzniku trhlin. Následně bylo napětí v betonu omezeno hodnotou

$0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 20 = 12 \text{ MPa}$. Toto kritérium bylo hlavním omezením při návrhu konstrukce, proto je průřez z hlediska MSÚ navržen s rezervou až 20 %.

Lineární dotvarování betonu bylo zajištěno pomocí kvazistálé kombinace zatížení hodnotou $0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 20 = 9 \text{ MPa}$.

Tahová napětí ve výztuži byla omezena 80 % charakteristické meze kluzu.

2.3.2. Omezení šířky trhlin

Šířka trhlin byla počítána pomocí poměrného přetvoření výztuže a betonu mezi trhlinami a osově vzdálenosti trhlin v betonu, která závisí na osově vzdálenosti jednotlivých prutů výztuže.

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

Maximální šířka trhlin byla na základě stupně vlivu prostředí a typu konstrukce (železobetonová deska) stanovena na 0,2 mm.

Výsledky výpočtů omezení napětí a omezení šířky trhlin všech variant mostu jsou uvedeny v tab. 2.3.

2.3.3. Omezení průhybu

Průhyb byl stanoven na základě křivosti $1/r$ a rozložení ohybového momentu vyjádřeného konstantou k .

$$f_{max} = k \cdot L^2 \cdot \frac{1}{r}$$

Byly vypočteny hodnoty dlouhodobého a krátkodobého průhybu, ale také hodnoty průhybu od smršťování betonu. Dlouhodobá složka je dána kvazistálou kombinací zatížení plného průřezu. Zatímco krátkodobá složka je dána častou kombinací zatížení plného i trhlinou oslabeného průřezu. Hodnota byla stanovena pro model zatížení LM1. Součinitel α_{ST} byl v tomto případě stanoven pro sečnový modul pružnosti betonu E_{cm} .

$$\alpha_{ST} = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200}{30} \cong 6,667$$

Vliv smršťování byl do výpočtu zahrnut součinitelem $\varphi_s(t_\infty, t_s)$, který byl v tomto případě $\varphi_s(t_\infty, t_s) = 2,1$ a poměrným přetvořením od smršťování $\varepsilon_{cs} = 250 \mu m/m$. Křivost byla vypočítána pomocí distribuční rovnice z křivostí plného a porušeného průřezu.

$$E_{c,eff,s} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_s(t_\infty, t_s)} = \frac{30}{1 + 2,1} \cong 9,677 \text{ GPa}$$

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{c,eff,s}} = \frac{200}{9,667} \cong 20,667$$

Vypočtená hodnota celkového průhybu byla porovnána s maximální hodnotou stanovenou v závislosti na rozpětí konstrukce.

Výpočty byly provedeny v polovině rozpětí konstrukce. Výsledky výpočtů pro omezení průhybu všech variant mostu jsou uvedeny v tab. 2.3 a tab. 2.4.

Tab. 2.2 – Vnitřní síly a návrh výztuže

	Varianta	1a	2	3	4	5	6	7	8
	L [m]	8		10		12		14	
	h _D [m]	0,595	0,620	0,695	0,730	0,830	0,870	0,925	0,965
Stálé zatížení	V _{g0k} [kN]	59,50	62,00	86,88	91,25	124,50	130,50	161,88	168,88
	M _{g0k} [kNm]	119,00	124,00	217,19	228,13	373,50	391,50	566,56	591,06
	V _{g1k,sup} [kN]	29,58		36,98		44,38		51,77	
	M _{g1k,sup} [kNm]	59,17		92,45		133,13		181,20	
LM1	M _{TS} [kNm]	238,21	236,98	302,41	300,68	363,23	361,25	424,73	422,77
	V _{TS} [kN]	125,80	124,94	128,91	127,88	129,83	128,89	131,06	130,20
	M _{UDL} [kNm]	54,98		84,22		119,22		159,82	
	V _{UDL} [kN]	27,49		33,69		39,74		45,66	
LM3	M _Q [kNm]	166,07	164,36	237,87	235,88	286,86	284,38	321,55	319,77
	V _Q [kN]	93,53	92,42	109,21	107,67	114,11	112,71	115,24	113,97
KOMBINACE									
MSP charakteristická	M _{Ek,gr1a} [kNm]	471,36	475,13	696,27	705,47	989,08	1005,10	1332,32	1354,86
	V _{Ek,gr1a} [kN]	242,37	244,02	286,45	289,79	338,44	343,50	390,37	396,51
	M _{Ek,gr5} [kNm]	344,24	347,53	547,50	556,45	793,48	809,01	1069,31	1092,04
	V _{Ek,gr5} [kN]	182,61	184,01	233,06	235,90	282,99	287,59	328,89	334,61
MSP častá	M _{Ek,ψ1} [kNm]	378,82	382,90	570,14	579,77	826,74	843,25	1130,24	1153,27
	V _{Ek,ψ1} [kN]	194,43	196,29	234,01	237,61	282,14	287,44	330,20	336,56
MSP kvazi-stálá	M _{Ek,ψ2} [kNm]	178,17	183,17	309,64	320,58	506,63	524,63	747,76	772,26
	V _{Ek,ψ2} [kN]	89,08	91,58	123,86	128,23	168,88	174,88	213,65	220,65
MSÚ gr1a	M _{gr1a,6.10a} [kNm]	511,41	516,91	769,68	782,69	1116,10	1138,39	1525,83	1556,92
	V _{gr1a,6.10a} [kN]	262,48	264,99	315,92	320,78	380,89	388,04	445,78	454,36
	M _{gr1a,6.10b} [kNm]	600,26	604,33	877,26	887,47	1232,66	1250,65	1647,21	1672,68
	V _{gr1a,6.10b} [kN]	309,16	310,88	361,63	365,26	422,70	428,32	483,73	490,61
MSÚ gr5	M _{gr5,6.10b} [kNm]	428,64	432,07	676,43	686,29	968,61	985,92	1292,15	1317,86
	V _{gr5,6.10b} [kN]	228,49	229,87	289,55	292,50	347,84	352,83	400,74	407,05
MSÚ	M _{Ed} (L/2)	600,26	604,33	877,26	887,47	1232,66	1250,65	1647,21	1672,68
	V _{Ed} (0)	309,16	310,88	361,63	365,26	422,70	428,32	483,73	490,61
MSÚ – OHYB									
Hlavní výztuž	ø [mm]	22	25	28	25	28	28	32	32
	s [mm]	100	150	125	125	125	150	125	150
	A _s [mm ²]	3801	3272	4926	3927	4926	4105	6434	5362
	d ₁ [mm]	74	76	77	76	77	77	79	79
	d [mm]	521	544	618	654	753	793	846	886
	z [m]	0,452	0,485	0,529	0,583	0,664	0,719	0,729	0,789
	M _{Rd} [kNm]	747,21	689,57	1132,47	995,17	1421,60	1282,61	2040,54	1839,08

Tab. 2.3 – Výztuž a posouzení MSP

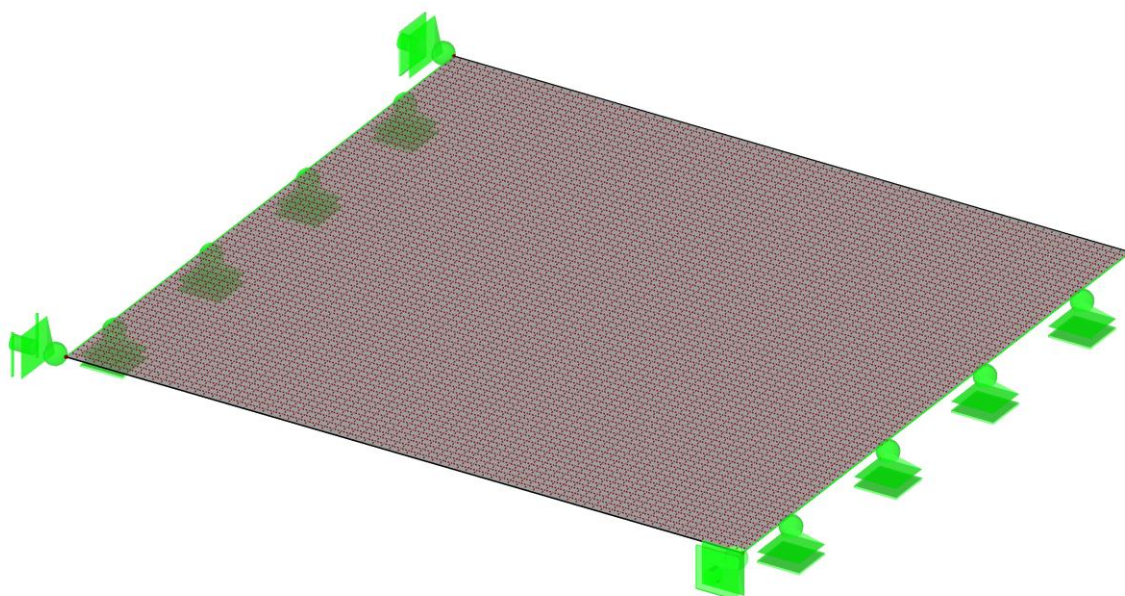
	Varianta	1a	2	3	4	5	6	7	8
	L [m]	8		10		12		14	
	h _D [m]	0,595	0,620	0,695	0,730	0,830	0,870	0,925	0,965
Horní podélná výztuž	ϕ _h [mm]	8	10	12	10	12	12	12	12
	s _h [mm]	100	150	125	125	125	150	125	150
	A _{s,h} [mm ²]	503	524	905	628	905	754	905	754
Horní příčná výztuž	ϕ _{p,h} [mm]	12	12	16	14	14	14	12	16
	s _{p,h} [mm]	200	225	250	250	200	225	125	225
	A _{s,p,h} [mm ²]	565	503	804	616	770	684	905	894
Dolní příčná výztuž	ϕ _d [mm]	14	14	18	16	16	16	16	18
	s _d [mm]	200	225	250	250	200	225	125	225
	A _{s,d} [mm ²]	770	684	1018	804	1005	894	1608	1131
MSÚ – SMYK									
	V _{Rd,c} [kN]	196,38	190,70	232,41	221,53	256,09	247,28	296,71	285,81
	s _L [mm]	200	225	250	250	200	225	250	225
	s _T [mm]	100	150	125	125	125	150	125	150
	V _{Rd,s} [kN]	494,07	313,88	369,79	407,62	580,25	465,35	510,13	510,82
	V _{Rd,MAX} [kN]	1497,49	1605,41	1751,26	1930,43	2198,38	2380,12	2415,91	2612,71
MSP									
Omezení napětí	M _{LT} [kNm]	178,17	183,17	309,64	320,58	506,63	524,63	747,76	772,26
	M _{ST} [kNm]	293,19	291,96	386,63	384,90	482,45	480,47	584,56	582,60
	E _{c,eff,ψ1} [GPa]	17,12	16,99	16,05	15,92	15,15	15,03	14,57	14,48
	α _{LT,ψ1}	11,68	11,77	12,46	12,56	13,20	13,30	13,72	13,81
	x _{i,LT,ψ1} [mm]	313	324	369	383	440	456	496	511
	σ _{c1,LT,ψ1} [MPa]	5,445	5,194	5,782	5,541	5,918	5,678	6,233	6,079
	E _{c,eff} [GPa]	18,69	18,55	17,53	17,37	16,49	16,35	15,81	15,69
	α _{LT}	10,70	10,78	11,41	11,51	12,13	12,23	12,65	12,75
	x _{ir,LT} [mm]	169	164	213	202	246	236	299	286
	σ _{c2,LT} [MPa]	11,995	11,856	11,938	11,899	11,979	11,904	11,956	11,972
	σ _s [MPa]	266,91	296,70	258,45	306,24	299,25	342,83	277,40	319,62
	x _{ir,LT,ψ2} [mm]	204	198	251	238	283	272	337	323
	σ _{c2,LT,ψ2} [MPa]	3,851	3,869	4,625	4,688	5,432	5,488	6,049	6,137
	h _{c,eff} [mm]	130	141	148	164	182	193	196	198
Omezení šířky trhlín	s _{r,max} [mm]	130	185	145	179	178	225	168	202
	σ _{s,tr} [MPa]	103,50	117,12	117,60	142,05	156,16	181,99	158,41	185,07
	ε _{sm} ·ε _{cm} [·10 ⁻⁴]	3,37	3,67	4,26	4,97	5,89	6,74	6,29	7,34
	w _k [mm]	0,044	0,068	0,062	0,089	0,105	0,152	0,105	0,148

Tab. 2.4 – Omezení průhybu

	Varianta	1a	2	3	4	5	6	7	8
	L [m]	8		10		12		14	
	h_D [m]	0,595	0,620	0,695	0,730	0,830	0,870	0,925	0,965
Omezení průhybu	$x_{i,ST}$ [mm]	307	318	360	375	428	446	479	497
	$x_{ir,ST}$ [mm]	139	134	171	161	192	183	230	218
	$1/EI_{ST} [\cdot 10^{-12}]$	6,47	6,52	3,69	3,84	2,40	2,45	1,52	1,58
	f_{UDL} [mm]	2,373	2,390	3,240	3,373	4,289	4,380	4,970	5,148
	f_{TS} [mm]	6,169	6,181	6,980	7,225	7,841	7,964	7,925	8,170
	$f_{ST,\psi 1}$ [mm]	5,576	5,592	6,531	6,768	7,596	7,725	7,932	8,186
	$x_{i,LT,\psi 2}$ [mm]	320	330	377	390	447	462	504	518
	$1/EI_{LT} [\cdot 10^{-12}]$	7,08	6,85	4,44	4,46	2,92	2,92	1,92	1,95
	f_{LT} [mm]	8,404	8,364	14,326	14,881	22,216	22,941	29,335	30,679
	$x_{i,S}$ [mm]	324	333	382	394	452	467	511	524
	$x_{ir,S}$ [mm]	218	212	267	255	303	292	360	346
	$S/I [\cdot 10^{-3}/mm]$	1,60	1,45	1,56	1,41	1,33	1,22	1,24	1,16
	f_{cs} [mm]	3,196	2,904	4,860	4,404	5,975	5,505	7,620	7,109
	$f_{\psi 1}$ [mm]	17,176	16,860	25,717	26,053	35,788	36,171	44,887	45,974
	f_{max} [mm]	22,857		28,571		34,286		40,000	
	Nadvýšení [mm]	X	X	X	X	31,989	32,309	40,921	41,881

3. VÝPOČETNÍ MODEL

Pro získání vlastních frekvencí mostu byl ve výpočetním programu RFEM 5.24 vytvořen 3D model mostní desky, který byl modelován pomocí střednice. Uložení nosné konstrukce bylo modelováno tak, aby byla umožněna dilatace v podélném i příčném směru. Uložení na ložiskách bylo namodelováno liniovými všesměrnými podporami. V jednom rohu desky byla použita pevná podpora a v ostatních rozích podpory pohyblivé. Síť konečných prvků byla zvolena v rastru 10 cm.



Obr. 3.1 – Axonometrický pohled na mostní desku

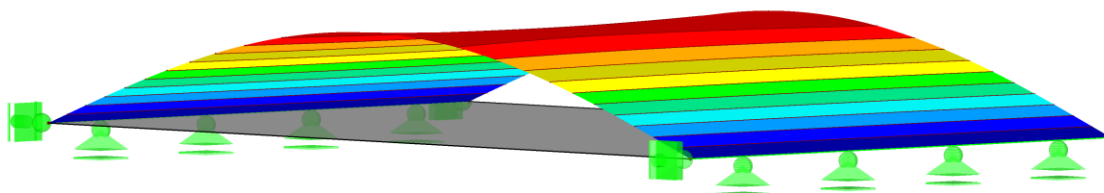
Zatížení bylo modelováno pouze stálé, a to vlastní tíha a ostatní stálé zatížení. Vlastní tíha konstrukce byla vypočítána programem na základě geometrie a zadaného materiálu. Ostatní stálé zatížení bylo modelováno zvýšeným zatížením v prostoru říms, aby se více blížilo realitě oproti ručnímu výpočtu. Cílem bylo získání vlastních frekvencí konstrukce, tudíž proměnné zatížení nebylo třeba modelovat.

3.1. Tuhost konstrukce

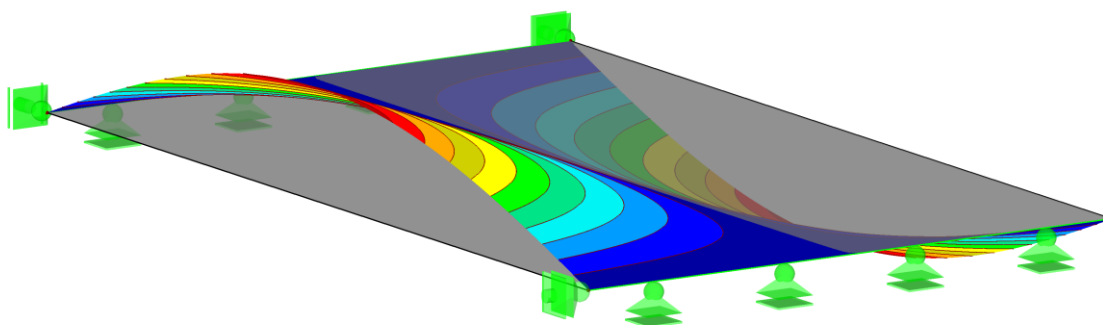
Z výpočtu krátkodobé složky průhybu byl získán moment setrvačnosti pro plný i oslabený průřez všech variant mostu. Stejným postupem byly vypočítány i momenty setrvačnosti pro danou míru koroze výztuže. Ta byla modelována

zmenšením průměru hlavní výztuže až o 1 mm postupně po 0,1 mm. Míra koroze je dále uváděna změnou poloměru výztuže v milimetrech.

Takto získanými momenty setrvačnosti byla upravována tuhost modelu a následně programem vypočítána první a druhá vlastní frekvence kmitání konstrukce. Vznik druhého vlastního tvaru se obvykle nepředpokládá, protože vyvolat ho je energeticky mnohem náročnější. Z tohoto důvodu není dále popisován.

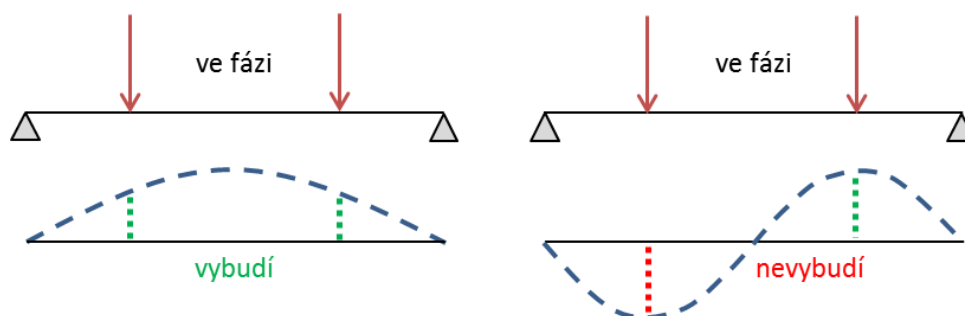


Obr. 3.2 – První vlastní tvar



Obr. 3.3 – Druhý vlastní tvar

Vlastní tvar je deformace, které konstrukce dosáhne při kmitání vlastní frekvencí [7]. Tento tvar je důležitý ve vztahu k poloze a smyslu zatížení. Tudíž si lze na jeho základě představit, jak se systém chová při dynamickém zatížení. Například pokud budou na konstrukci působit dvě shodně orientované síly, konstrukce bude kmitat pouze 1. vlastním tvarem kmitu, ale nikdy nevybudí 2. vlastní tvar kmitu [8].



Obr. 3.4 – Závislost vlastního tvaru na zatížení [8]

Vlastní frekvence jsou důležité ve vztahu k frekvencím buzení. Jestliže se tyto frekvence rovnají nastane rezonance konstrukce a výsledná amplituda několikanásobně vzroste. Tudíž zatížení bude působit větším účinkem na konstrukci a může dojít i ke zhroucení celé konstrukce.

3.2. Kmitání

Vlastní kmitání je kmitání probíhající v omezeném časovém intervalu $\langle t_0, t_1 \rangle$, kdy na konstrukci nepůsobí žádný dynamický účinek. Toto kmitání může vznikat pozůstatkem kmitání vyvolaného dynamickým účinkem před okamžikem t_0 , krátkodobým impulzovým zatížením v čase t_0 nebo jejich kombinací. Pokud není vlastní kmitání přerušeno dynamickým účinkem, tak po určité době zanikne [9].

Nejjednodušším možným náhradním výpočtovým dynamickým modelem kmitání je soustava o jednom stupni volnosti. Ten je tvořen soustředěnou hmotou m , tuhostí pružiny k a případně tlumícím členem c . Pohybové vychýlení netlumené soustavy o jednom stupni volnosti je popsáno funkcí jediné výchylky y .

$$y = A \cdot \sin(\omega \cdot t + \varphi)$$

Velikost vlastní úhlové frekvence ω závisí pouze na tuhosti soustavy k a na její hmotnosti m . Jelikož se jedná o harmonický pohyb platí obecně známé vztahy pro periodu T a frekvenci f .

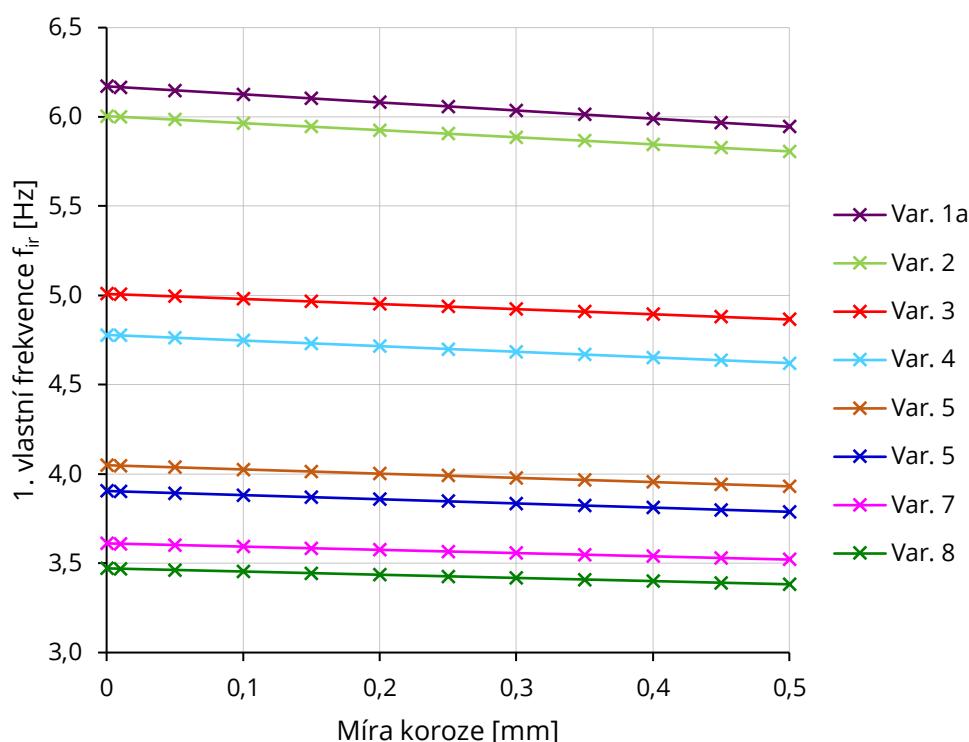
$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \qquad T = \frac{2 \cdot \pi}{\omega} \qquad f = \frac{1}{T} = \frac{\omega}{2 \cdot \pi}$$

Z těchto vztahů vyplývá, že veličiny ω, T, f nezávisí na amplitudě A a vlastní kmitání netlumené soustavy se může uskutečnit pouze na jediné frekvenci. Pokud je potřeba změnit vlastní frekvenci stávající konstrukce, lze změnit její tuhost nebo hmotnost. Hmotnost však nelze příliš měnit. Odmocnina ve vztahu pro úhlovou frekvenci má za následek pouze malou citlivost ω na změny tuhosti [9]. Z tohoto důvodu je potřeba použít citlivější zařízení při zjišťování tuhosti konstrukce měřením její vlastní frekvence.

4. VÝSLEDKY

4.1. První vlastní tvar kmitání

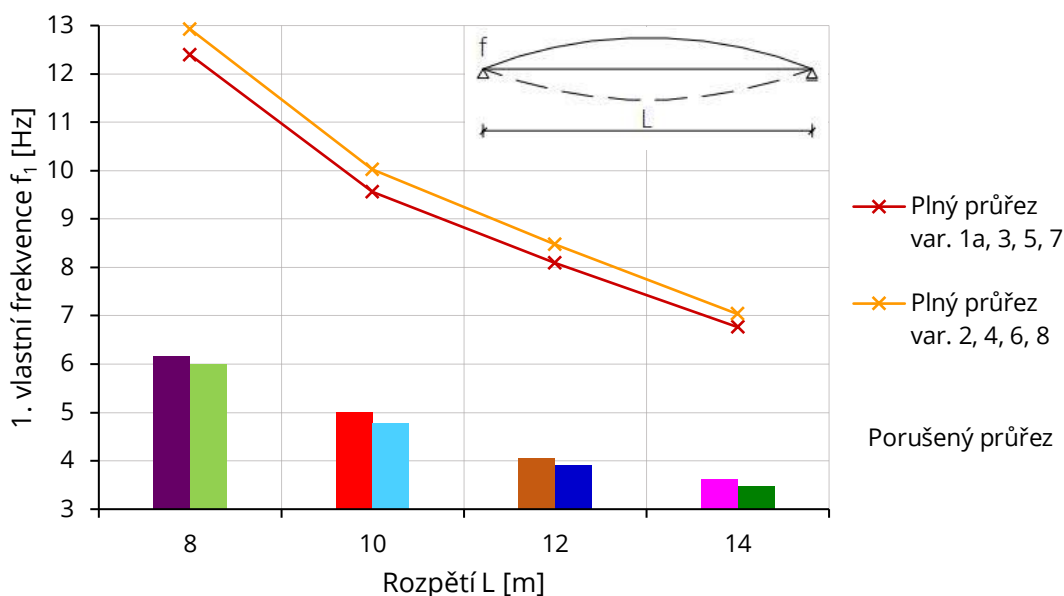
V následujícím grafu je znázorněna závislost první vlastní frekvence na vlivu koroze jednotlivých variant mostu. Jedná se tedy o již porušený průřez, kdy výztuž postupně koroduje po jednotlivých krocích. Z grafu je patrná lineární závislost mezi mírou koroze a první vlastní frekvencí kmitání mostní konstrukce. Tudiž čím větší míra koroze, tj. menší průřez betonářské výztuže, tím nižší frekvence. Současně lze vyčíst, že rozdíly jednotlivých frekvencí různě vysokých průřezů stejného rozpětí nejsou tak velké, v porovnání s rozdíly mezi jednotlivými rozpětími. Čím delší je rozpětí, tím nižší je 1. vlastní frekvence kmitání, a zároveň čím vyšší průřez, tím nižší je frekvence. V celé této kapitole bude pro přehlednost dodrženo stejné barevné značení jednotlivých variant mostu.



Graf 4.1 – Změna 1. vlastní frekvence vlivem koroze

Graf 4.2 zobrazuje porovnání první vlastní frekvence plného a trhlinou porušeného průřezu. Frekvence plných průřezů jsou oproti porušeným přibližně

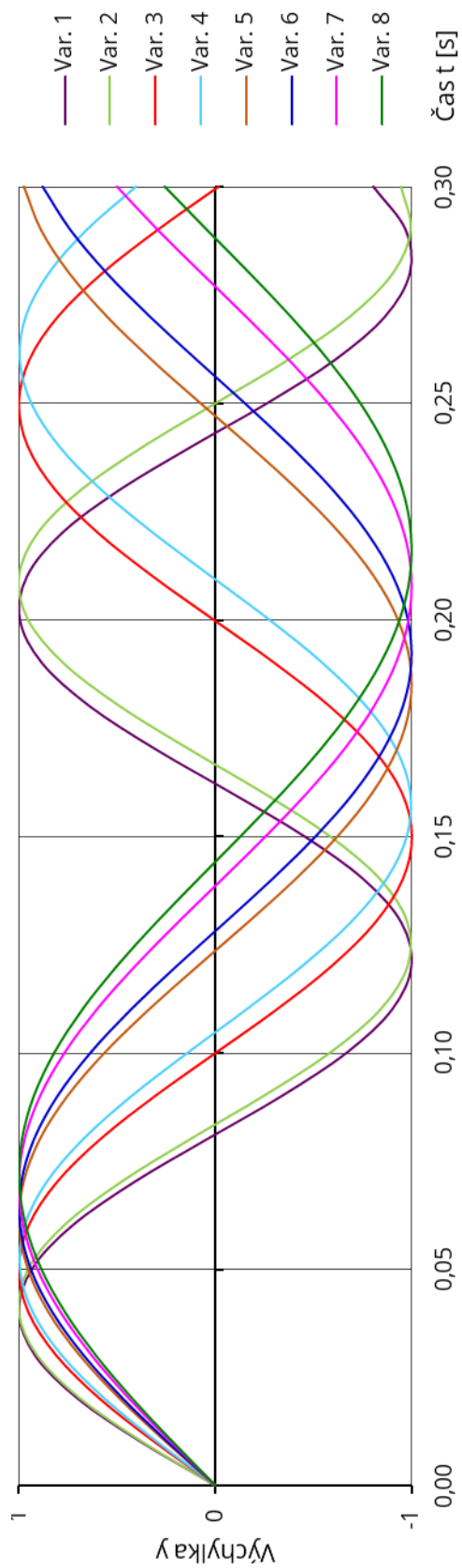
dvojnásobné. Mělo by tedy být možné měřením 1. vlastní frekvence kmitání zjistit, zda jsou v konstrukci nějaké trhliny či ne. Z grafu je patrné, že s větší tloušťkou desky roste vlastní frekvence, pokud jde o plný průřez. Oproti tomu u porušeného průřezu je tomu naopak. Opět je spíše větší rozdíl při změně rozpětí než při změně výšky průřezu. Sloupcové grafy zde znázorňují hodnoty frekvencí jednotlivých variant porušených průřezů bez koroze výztuže.



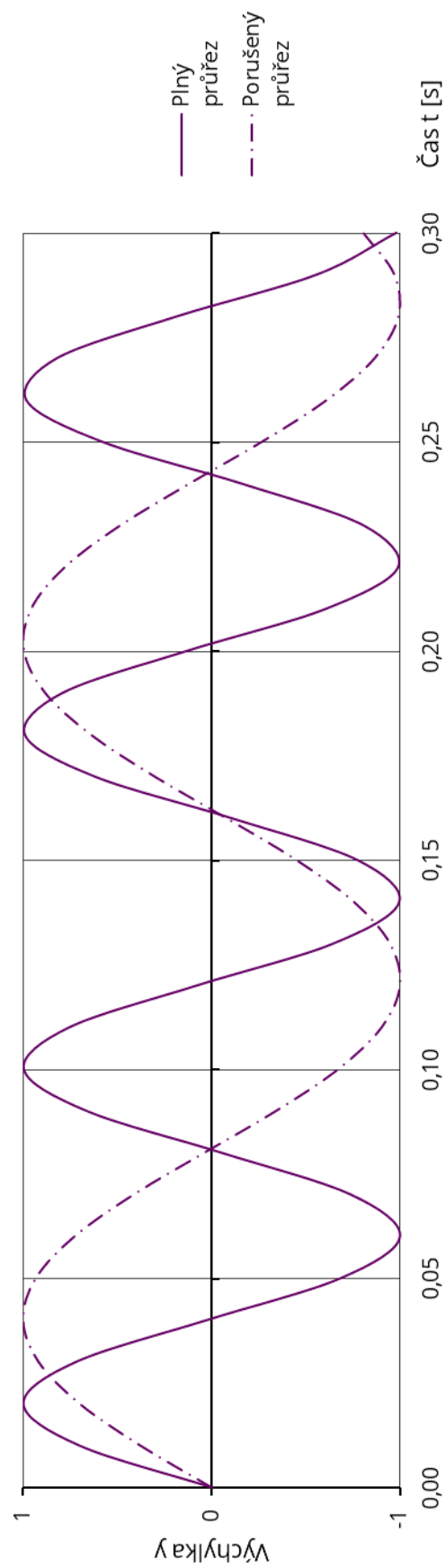
Graf 4.2 – Změna 1. vlastní frekvence vlivem porušení průřezu

Tab. 4.1 – První vlastní frekvence

Varianta	1a	2	3	4	5	6	7	8
L [m]	8		10		12		14	
h_D [m]	0,595	0,620	0,695	0,730	0,830	0,870	0,925	0,965
Plný průřez $f_{i,1}$ [Hz]	12,39	12,93	9,55	10,02	8,09	8,47	6,76	7,03
Koroze [mm]	Oslabený průřez $f_{ir,1}$ [Hz]							
0	6,171	6,004	5,009	4,779	4,049	3,905	3,611	3,472
0,01	6,167	6,000	5,006	4,776	4,047	3,903	3,610	3,470
0,05	6,15	5,98	4,99	4,76	4,04	3,89	3,60	3,46
0,10	6,13	5,96	4,98	4,75	4,03	3,88	3,59	3,454
0,15	6,10	5,95	4,97	4,73	4,01	3,87	3,584	3,445
0,20	6,08	5,93	4,95	4,72	4,00	3,86	3,575	3,44
0,25	6,06	5,91	4,94	4,70	3,99	3,85	3,57	3,43
0,30	6,04	5,89	4,92	4,68	3,98	3,84	3,56	3,42
0,35	6,01	5,87	4,91	4,67	3,97	3,82	3,55	3,41
0,40	5,99	5,85	4,89	4,65	3,95	3,81	3,54	3,40
0,45	5,97	5,83	4,88	4,64	3,94	3,80	3,53	3,39
0,50	5,94	5,81	4,87	4,62	3,93	3,79	3,52	3,38



Graf 4.3 – Srovnání vlastního kmitání všech variant



Graf 4.4 – Srovnání vlastního kmitání dle porušení průřezu

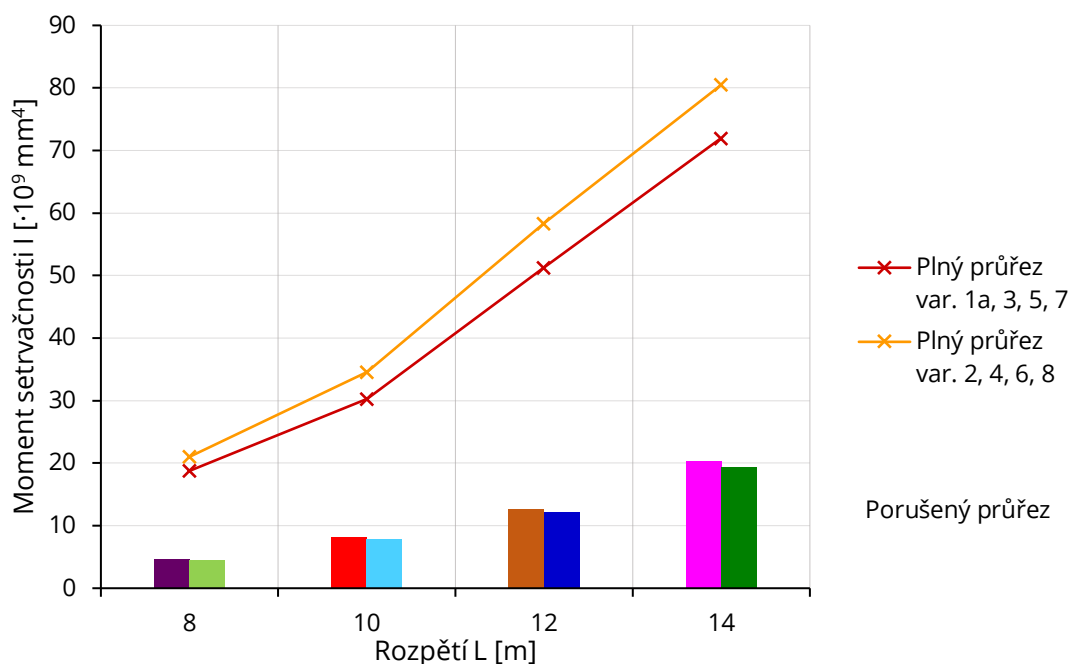
V tab. 4.1 jsou zapsané hodnoty z předcházejících dvou grafů 4.1, 4.2. Z již přesných hodnot frekvencí oslabeného průřezu lze vyčíst rozdíl v setinách Hz při změně míry koroze o 0,05 mm, zatímco při počáteční korozi pouze o 0,01 mm je rozdíl v tisícinách Hz. Malý rozdíl v korozi tedy není tak snadno měřitelný.

V grafech 4.3 a 4.4, jsou znázorněny vlastní frekvence kmitání pomocí křivky harmonického kmitání, kde je amplituda rovna 1. Graf 4.3 porovnává vlastní frekvence trhlinou oslabených průřezů všech variant mostu, bez vlivu koroze. Křivky harmonického kmitání jednotlivých variant se od sebe postupem času více a více vzdalují. Tento jev lze přirovnat k různé rychlosti běžců, kteří vystartovali v jeden okamžik. Při stejném rozpětí různých výšek průřezů je menší rozdíl frekvencí, zatímco při změně rozpětí je tento rozdíl znatelnější, což odpovídá již dříve uvedenému.

Graf 4.4 zobrazuje srovnání vlastních frekvencí plného průřezu a plně porušeného průřezu podvarianty 1a, kde lze z periody obou křivek opět zjistit, že frekvence plných průřezů jsou přibližně dvojnásobné vůči frekvencím plně porušených průřezů.

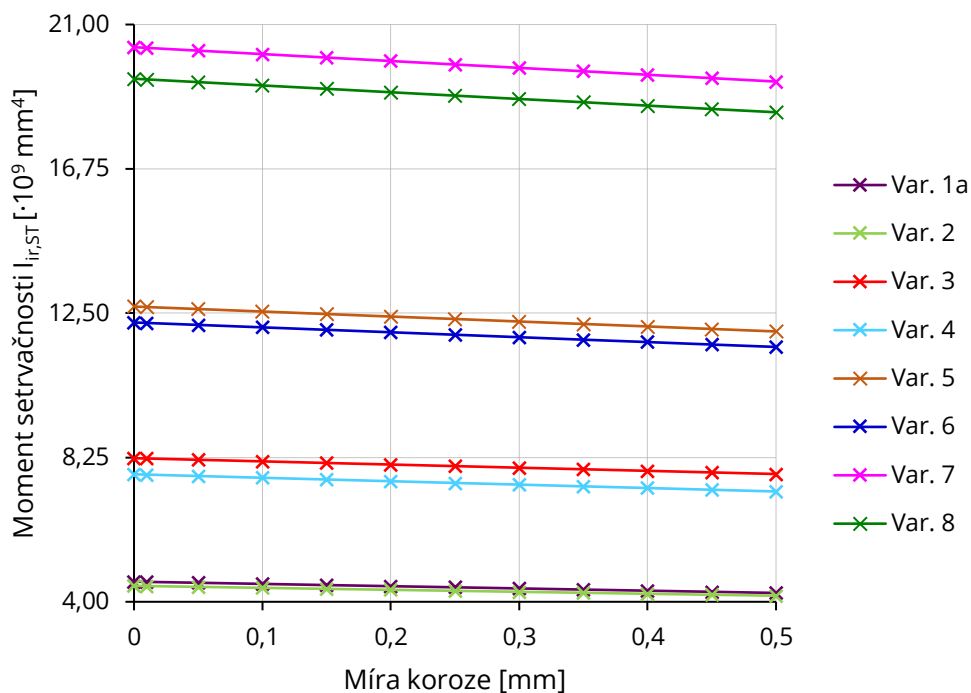
4.2. Moment setrvačnosti

Graf 4.5 popisuje závislost momentu setrvačnosti na porušení betonového průřezu. Sloupcové grafy zde znázorňují hodnoty momentů setrvačnosti jednotlivých variant porušených průřezů bez koroze výztuže. U variant 2, 4, 6, 8 jsou momenty setrvačnosti plných průřezů znatelně větší než u variant 1a, 3, 5, 7, zatímco u průřezů oslabených trhlinou je to naopak, a jejich vzájemný rozdíl je menší. Z čeho plyne, že čím vyšší je neporušený průřez, tím vyšší je moment setrvačnosti. Tyto závislosti pouze potvrdily očekávání, neboť tuhost konstrukce bezprostředně souvisí s jejím momentem setrvačnosti. Kdyby byl průřez pro různá rozpětí stále stejný, s rostoucím rozpětím by tuhost konstrukce klesala. Momenty setrvačnosti plných průřezů jsou přibližně čtyřnásobné vůči momentům setrvačnosti trhlinou oslabených průřezů.



Graf 4.5 – Změna momentu setrvačnosti vlivem porušení průřezu

Graf 4.6 znázorňuje závislost momentu setrvačnosti na vlivu koroze jednotlivých variant mostu. Z grafu je patrná lineární závislost mezi mírou koroze a momentem setrvačnosti mostní konstrukce. Proto čím větší míra koroze, tj. menší průřez betonářské výztuže, tím nižší moment setrvačnosti. Opět to souvisí s tuhostí konstrukce, pokud se zmenší průměr výztuže, konstrukce bude méně tuhá.



Graf 4.6 – Změna momentu setrvačnosti vlivem koroze

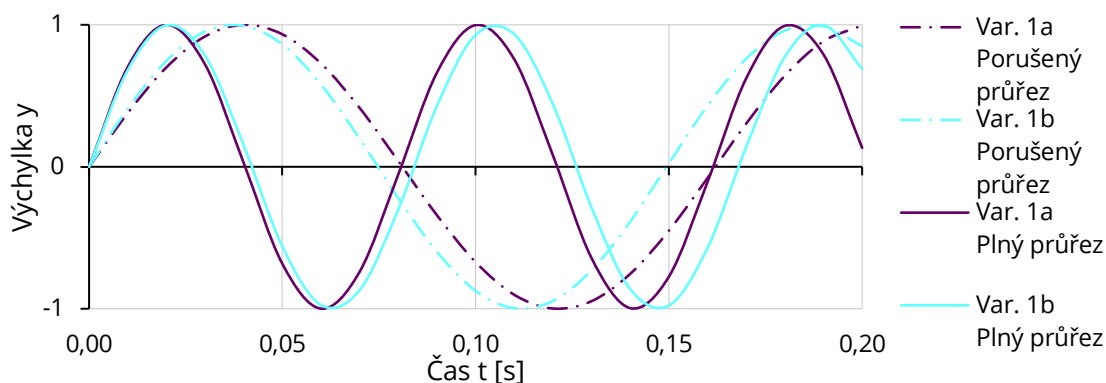
Tab. 4.2 – Moment setrvačnosti

Varianta	1a	2	3	4	5	6	7	8
L [m]	8		10		12		14	
h_D [m]	0,595	0,620	0,695	0,730	0,830	0,870	0,925	0,965
Plný průřez $I_{i,ST} [\cdot 10^9 \text{ mm}^4]$	18,77	21,01	30,27	34,53	51,26	58,28	71,98	80,50
Koroze [mm]	Oslabený průřez $I_{ir,ST} [\cdot 10^9 \text{ mm}^4]$							
0	4,593	4,47	8,23	7,75	12,69	12,23	20,33	19,40
0,01	4,586	4,46	8,22	7,74	12,68	12,21	20,31	19,38
0,05	4,56	4,44	8,18	7,70	12,62	12,15	20,23	19,30
0,10	4,53	4,41	8,14	7,65	12,55	12,08	20,13	19,20
0,15	4,49	4,38	8,09	7,60	12,47	12,01	20,03	19,11
0,20	4,46	4,35	8,04	7,55	12,40	11,94	19,93	19,00
0,25	4,43	4,32	8,00	7,50	12,33	11,86	19,82	18,91
0,30	4,39	4,29	7,95	7,45	12,25	11,79	19,72	18,81
0,35	4,36	4,27	7,90	7,40	12,18	11,72	19,62	18,71
0,40	4,33	4,24	7,86	7,35	12,11	11,65	19,52	18,61
0,45	4,29	4,21	7,81	7,30	12,03	11,58	19,42	18,51
0,50	4,26	4,18	7,76	7,25	11,96	11,50	19,32	18,42

V tab. 4.2 jsou zapsané hodnoty z předcházejících dvou grafů 4.5, 4.6.

4.3. Porovnání jedné a dvou vrstev výztuže

Varianta 1 byla navržena s jednou i dvěma vrstvami hlavní výztuže viz kapitola 2.2.1. Z grafu 4.7 je zřejmé, že frekvence plného průřezu podvarianty 1b se dvěma vrstvami výztuže je menší než u podvarianty 1a s jednou vrstvou výztuže. Oproti tomu u porušeného průřezu je tomu naopak.



Graf 4.7 – Srovnání vlastního kmitání podle množství výztuže

Tab. 4.3 – První vlastní frekvence podvariant 1a, 1b

Varianta	1a	1b
L [m]	8	
h_D [m]	0,595	0,570
Plný průřez $f_{i,1}$ [Hz]	12,3936	11,89
Koroze [mm]	Oslabený průřez $f_{ir,1}$ [Hz]	
0	6,171	6,692
0,01	6,167	6,688
0,05	6,15	6,67
0,10	6,13	6,65
0,15	6,10	6,63
0,20	6,08	6,61
0,25	6,06	6,59
0,30	6,04	6,57
0,35	6,01	6,55
0,40	5,99	6,53
0,45	5,97	6,51
0,50	5,94	6,49

V tab. 4.3 jsou uvedeny hodnoty první vlastní frekvence podvariant 1a, 1b. Vzájemný rozdíl hodnot obou variant je pro jednotlivé kroky míry koroze přibližně stejný. Vlastní frekvence obou variant se liší přibližně o 0,5 Hz. Rozdíl je sice měřitelný, ale nelze na základě něj poznat, zda jsou v průřezu dvě vrstvy výztuže či pouze jedna. Zatímco míru koroze lze porovnávat v čase.

Rozdíl v momentech setrvačnosti obou podvariant se pohybuje kolem 15 %. Konkrétní hodnoty jsou v tab. 4.4. Podobně jako u vlastní frekvence je rozdíl hodnot momentů setrvačnosti podvariant 1a, 1b přibližně stejný nezávisle na míře koroze.

Tab. 4.4 – Moment setrvačnosti podvariant 1a, 1b

Varianta	1a	1b
L [m]	8	
h_D [m]	0,595	0,570
Plný průřez $I_{i,ST} [\cdot 10^9 \text{ mm}^4]$	18,77	16,78
Koroze [mm]	Oslabený průřez $I_{ir,ST} [\cdot 10^9 \text{ mm}^4]$	
0	4,593	5,253
0,01	4,586	5,247
0,05	4,56	5,22
0,10	4,53	5,19
0,15	4,49	5,16
0,20	4,46	5,13
0,25	4,43	5,10
0,30	4,39	5,06
0,35	4,36	5,03
0,40	4,33	0,00
0,45	4,29	4,97
0,50	4,26	4,94

4.4. Shrnutí

Výše uvedené výsledky potvrzují, že frekvence závisí na tuhosti a to tak, že čím vyšší je tuhost konstrukce, tím vyšší je i její vlastní frekvence. Z prezentovaných hodnot vyplývá, že momenty setrvačnosti plných průřezů jsou přibližně čtyřnásobné vůči momentům setrvačnosti průřezů oslabených trhlinou. A vlastní frekvence mostních desek s neporušeným průřezem jsou přibližně dvojnásobné vůči frekvencím plně porušených průřezů. Tudíž frekvence je méně citlivá na změny tuhosti, což odpovídá vztahu mezi tuhostí konstrukce a vlastní úhlovou frekvencí uvedeným výše.

Mezi mírou koroze a první vlastní frekvencí kmitání mostní konstrukce je lineární závislost, a proto je možné zjistit míru koroze změřením vlastní frekvence kmitání, a to při zmenšení průměru betonářské výztuže o 0,1 mm, kdy se frekvence mění v řádu setin Hz.

Z porovnání jednotlivých variant bylo zjištěno, že s rostoucím rozpětím klesá vlastní frekvence, zatímco moment setrvačnosti stoupá vlivem vyšších průřezů.

Při srovnání podvariant s jednou a dvěma vrstvami výztuže bylo prokázáno, že frekvence plného průřezu se dvěma vrstvami výztuže je větší než u průřezu s jednou vrstvou výztuže, což odpovídá vyšší tuhosti průřezu. Z hlediska vyhodnocení vlastních frekvencí kmitání nemá počet vrstev výztuže příliš velký vliv. Jednotlivé frekvence se liší pouze absolutními hodnotami.

ZÁVĚR

Úkolem bakalářské práce byl návrh několika variant stávající mostní desky ze železobetonu o jednom poli, návrh výztuže a studium vlastního kmitání takto navržených konstrukcí před a po porušení trhlinami, včetně vlivu koroze výztuže. Most byl navržen pro převedení silnice III. třídy návrhové kategorie S 6,5. Byla zvolena 4 rozpětí vždy se dvěma různými tloušťkami desek.

Konstrukce byly zatíženy stálým a proměnným zatížením tvořeným modely zatížení LM1a LM3. Tato zatížení mostu byla řešena metodou spolupůsobící šířky. Jednotlivé tloušťky desek byly upraveny tak, aby vyhověly omezení tlakových napětí v betonu. Ve všech variantách byla navržena jedna vrstva hlavní výztuže.

Pomocí programu RFEM 5.24 byla stanovena první vlastní frekvence plného a trhlinou plně porušeného průřezu. Oslabený průřez byl také modelován se zvyšující se mírou koroze. Jako náhradní výpočtový dynamický model kmitání byla zvolena soustava o jednom stupni volnosti.

Výsledky potvrdily, že frekvence závisí na tuhosti a to tak, že čím vyšší je tuhost konstrukce, tím vyšší je i její vlastní frekvence. Bylo však zjištěno, že frekvence je méně citlivá na změny tuhosti konstrukce. Přesto je možné zjistit míru koroze změřením vlastní frekvence kmitání konstrukce. S přesností běžně dostupných přístrojů pro měření vlastní frekvence v řádu setin Hz je možné zjišťovat míru koroze s maximální přesností na 0,1 mm.

Z porovnání jednotlivých variant vyplynulo, že s rostoucím rozpětím klesá vlastní frekvence, přestože moment setrvačnosti stoupá vlivem zvyšující se tloušťky desky. To je způsobeno zvyšující se hmotností nosné konstrukce.

Navrhovaná metoda měření vlastní frekvence kmitání mostní konstrukce je vhodná pro zjišťování oslabení průřezu a míry koroze výztuže v čase, ale není možné pomocí ní zjišťovat průměr ani množství výztuže.

SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

- [1] KLIMEŠ Jiří, ZŮDA Karel. *Betonové mosty I*. Praha: STNL - Nakladatelství technické literatury, 1968.
- [2] PANÁČEK, Josef. *Betonové mosty I - M03: Spodní stavba a příslušenství mostních objektů*. Brno: Vysoké učení technické v Brně, 2006.
- [3] TP 170. *Navrhování vozovek pozemních komunikací*. Praha: Ministerstvo dopravy, Odbor silniční infrastruktury, 2010.
- [4] KLUSÁČEK, Ladislav. *Betonové mosty I - M02: Nosné konstrukce mostů*. Brno: Fakulta stavební, Vysoké učení technické v Brně, 2006.
- [5] ČSN EN 1991-2 ed. 2. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2018. 506453.
- [6] ČSN EN 1990 ed. 2. *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2021. 511820.
- [7] FINE. Průřezové charakteristiky. *fine.cz*. [online] [citace: 25. 5. 2021]. Dostupné z: <https://www.fine.cz/napoveda/finec/cs/prurezove-charakteristiky-01/>
- [8] DLUBAL. Vlastní tvar. *dlubal.com*. [online] ©2001 - 2021 [citace: 25. 5. 2021]. Dostupné z: <https://www.dlubal.com/cs/reseni/online-sluzby/glosar/000069>
- [9] SVS FEM. Jak správně vyhodnotit vibrace konstrukcí? *svsfem.cz/blog*. [online] [citace: 25. 5. 2021]. Dostupné z: <https://www.svsfem.cz/blog/jak-spravne-vyhodnotit-vibrace-konstrukci>
- [10] KOPECKÝ, Jan. *Dynamika stavebních konstrukcí*. Brno: Vysoké učení technické v Brně, 1981.
- [11] ČSN 73 6201. *Projektování mostních objektů*. Praha: Český normalizační institut, 2008. 81713.
- [12] ČSN 73 6214. *Navrhování betonových mostních konstrukcí*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2014. 94394.
- [13] ČSN EN 1992-1-1 ed. 2. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2019. 507748.
- [14] ČSN EN 1992-2. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2007. 77901.
- [15] STROUHALOVÁ, Petra. *Návrh mostní desky*. Brno, 2014. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí.

- [16] MACKOVÁ, Lucie. *Návrh jednoduché inženýrské konstrukce*. Brno, 2011. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí.
- [17] JUŘENČÁKOVÁ, Jana. *Návrh mostu v obci Vražné*. Brno, 2019. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí.
- [18] ČÁSLAVOVÁ, Sandra. *Statická a dynamická analýza mostní konstrukce*. Brno, 2017. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky.

SEZNAM ZKRATEK A SYMBOLŮ

Zkratky:

ACO	asfaltový beton pro obrusné vrstvy
ACL	asfaltový beton pro ložné vrstvy
ACP	asfaltový beton pro podkladní vrstvy
AIP	asfaltový izolační pás
LM	model zatížení (load model)
MSÚ	mezní stav únosnosti
MSP	mezní stav použitelnosti
TS	dvounápravové vozidlo (tandem system)
UDL	rovnoměrné zatížení (uniformly distributed load)

Symboly:

A	amplituda	-
A_s	průřezová plocha betonářské výztuže	mm^2
b_s	vzdorující šířka	m
b_r	roznášecí šířka	m
c	krytí výztuže	mm
c_{st}	krytí spon	mm
d	účinná výška průřezu	mm
d_1	vzdálenost těžiště výztuže k dolnímu povrchu	mm
$E_{c,eff}$	efektivní modul pružnosti betonu	GPa
E_{cm}	sečnový modul pružnosti betonu	GPa
E_s	návrhová hodnota modulu pružnosti betonářské oceli	GPa
f	frekvence	Hz
f_{ck}	charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku ve stáří 28 dní	MPa

f_{cs}	průhyb vlivem smršťování	mm
$f_{i,1}$	první vlastní frekvence plného průřezu	Hz
$f_{ir,1}$	první vlastní frekvence porušeného průřezu	Hz
f_{LT}	dlouhodobý průhyb	mm
f_{max}	maximální průhyb	mm
$f_{ST,\psi 1}$	častá hodnota krátkodobého průhybu od proměnného zatížení	mm
f_{TS}	průhyb od soustředěného zatížení	mm
f_{UDL}	průhyb od rovnoměrného zatížení	mm
$f_{\psi 1}$	častá hodnota celkového průhybu	mm
$h_{c,eff}$	účinná výška taženého betonu obklopující výztuž	mm
h_D	tloušťka desky	m
I_i	moment setrvačnosti plného průřezu	mm ⁴
I_{ir}	moment setrvačnosti oslabeného průřezu	mm ⁴
L	rozpětí	m
M	ohybový moment	kNm
M_{Ed}	návrhová hodnota působícího vnitřního ohybového momentu	kNm
M_{Rd}	návrhová hodnota ohybového momentu únosnosti	kNm
r	poloměr	mm
s	osová vzdálenost prutů výztuže	mm
s_L	vzdálenost spon v podélném směru	mm
$s_{r,max}$	maximální osová vzdálenost prutů výztuže	mm
s_T	vzdálenost spon v příčném směru	mm
T	perioda	s
t	čas	s

V	posouvající síla	kN
V_{Ed}	návrhová hodnota posouvající síly	kN
$V_{Rd,c}$	návrhová hodnota únosnosti ve smyku	kN
$V_{Rd,s}$	návrhová hodnota únosnosti ve smyku se smykovou výztuží	kN
w_k	šířka trhlin	mm
x_i	vzdálenost neutrální osy od nejvíce tlačného okraje plného průřezu	mm
x_{ir}	vzdálenost neutrální osy od nejvíce tlačného okraje oslabeného průřezu	mm
y	výchylka	-
z	rameno vnitřních sil	m
α_c	poměr modulů pružností oceli a betonu	-
α_{Qi}	regulační součinitel soustředěného zatížení v i-tém pruhu	-
α_{qi}	regulační součinitel rovnoměrného zatížení v i-tém pruhu	-
γ_G	dílčí součinitel stálého zatížení	-
γ_Q	dílčí součinitel proměnného zatížení	-
ϵ_{cm}	průměrná hodnota poměrného přetvoření betonu mezi trhlinami	-
ϵ_{cs}	poměrného přetvoření betonu od smršťování	-
ϵ_{sm}	průměrná hodnota poměrného přetvoření výztuže	-
θ	úhel mezi tlakovou diagonálou a střednicí desky	°
ξ	součinitel redukující účinky stálého zatížení	-
$\sigma_{c,1}$	napětí v dolních vláknech průřezu	MPa
$\sigma_{c,2}$	napětí v horních vláknech průřezu	MPa
σ_s	tahové napětí betonářské výztuže	MPa

$\sigma_{s,tr}$	tahové napětí ve výztuži při vzniku primárních trhlin	MPa
\emptyset	průměr výztuže	mm
φ	dynamický součinitel	-
φ_{LT}	součinitel dotvarování	-
φ_s	součinitel smršťování	-
ψ_0	součinitel pro kombinační hodnoty proměnného zatížení	-
ψ_1	součinitel pro časté hodnoty proměnného zatížení	-
ψ_2	součinitel pro kvazistálé hodnoty proměnného zatížení	-
ω	vlastní úhlová frekvence	Hz

SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 1.1 – Průměrná tloušťka desky	10
Obr. 1.2 – Příčný řez mostem.....	12
Obr. 1.3 – Vzdorující šířka	13
Obr. 3.1 – Axonometrický pohled na mostní desku	23
Obr. 3.2 – První vlastní tvar	24
Obr. 3.3 – Druhý vlastní tvar.....	24
Obr. 3.4 – Závislost vlastního tvaru na zatížení [8]	24

SEZNAM TABULEK

Tab. 1.1 – Tloušťka desek dle rozpětí.....	10
Tab. 2.1 – Nově navržené tloušťky desek.....	14
Tab. 2.2 – Vnitřní síly a návrh výztuže	20
Tab. 2.3 – Výztuž a posouzení MSP	21
Tab. 2.4 – Omezení průhybu	22
Tab. 4.1 – První vlastní frekvence	27
Tab. 4.2 – Moment setrvačnosti.....	31
Tab. 4.3 – První vlastní frekvence podvariant 1a, 1b	32
Tab. 4.4 – Moment setrvačnosti podvariant 1a, 1b	33

SEZNAM GRAFŮ

Graf 2.1 – Změna tloušťky desky	15
Graf 4.1 – Změna 1. vlastní frekvence vlivem koroze	26
Graf 4.2 – Změna 1. vlastní frekvence vlivem porušení průřezu	27
Graf 4.3 – Srovnání vlastního kmitání všech variant.....	28
Graf 4.4 – Srovnání vlastního kmitání dle porušení průřezu.....	28
Graf 4.5 – Změna momentu setrvačnosti vlivem porušení průřezu	30
Graf 4.6 – Změna momentu setrvačnosti vlivem koroze	30
Graf 4.7 – Srovnání vlastního kmitání podle množství výztuže.....	31

SEZNAM PŘÍLOH

- A. Statický výpočet mostu – var. 2
- B. Statický výpočet mostu – var. 1b
- C. Roznos zatížení
- D. Výkresová dokumentace
 - D.1. Schematická dispozice mostu – var. 2
 - D.2. Výkres výztuže – var. 2